بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی طراحی‌شده برمبنای مبحث دهم با استفاده از منحنی‌های شکنندگی★

حسین تاجمیر ریاحی[۱]   سید مصطفی امی زاده[۲]

چکیده با گسترش روش‌های نوین آنالیز لرزه‌ای و استفادهٔ روز افزون از طراحی لرزه‌ای سازه‌ها براساس عملکرد، لزوم بررسی لرزه‌ای ساختمان‌های طراحی‌شده بر اساس آئین‌نامه‌های موجود کشور به‌چشم می‌خورد. در این پژوهش عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی طراحی شده بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران مورد بررسی قرار گرفته است. قاب‌ها از نظر تعداد طبقه، بار لرزه‌ای، طول دهانه و بار ثقلی با یکدیگر متفاوت هستند. با رسم منحنی‌های شکنندگی برای قاب‌ها در سطوح عملکرد مختلف، آسیب‌پذیری لرزه‌ای آن‌ها مقایسه گردیده است. نتایج نشان می‌دهد که ارضای سطح عملکرد ایمنی جانی، عملکرد مناسب قاب‌ها در سایر سطوح را تضمین می‌کند و همچنین وضعیت قاب‌های بلندتر نسبت به قاب‌های کوتاه‌تر بحرانی‌تر است.

واژه‌های کلیدی قاب خمشی فولادی، منحنی‌های شکنندگی، آنالیز دینامیکی فزاینده، نسبت تغییر مکان نسبی طبقات، آسیب پذیری لرزه‌ای.

Study of the Seismic Vulnerability of Steel Moment-Resisting Frames Designed Based on the Tenth Code of the Iranian National Building Regulations Using Fragility Curves

H. Tajmir Riahi   S. M. Omizadeh

Abstract *Development of new methods in seismic analysis and increasing application of performance based seismic design necessitate the study of the seismic performance of structures designed based on Iranian regulations. In this study the seismic performance of steel moment-resisting frames designed based on the tenth code of the Iranian national building regulations is investigated. Frames are different in number of stories, seismic loads, span length and gravity loads. Fragility curves of the frames are depicted for different performance objectives and their seismic vulnerabilities are examined. Results indicates that satisfying life safety performance level would ensure the proper performance of frames for other performance levels and also the performance of taller frames is more critical than shorter frames.*

Key Words Steel Moment-Resisting Frames, Fragility Curves, Incremental Dynamic Analysis, Interstory Drift Ratio, Seismic Vulnerability.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۵/۲۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۱/۱۵ می‌باشد

(۱) نویسنده مسئول: استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران و حمل و نقل ، دانشگاه اصفهان. tajmir@eng.ui.ac.ir

(۲)کارشناس ارشد زلزله،گروه عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی شهرکرد.

مقدمه

زلزله‌های شدید که در سال‌های اخیر به‌وقوع پیوستند باعث به‌وجود آمدن زیان‌های مالی شدید برای دولت‌ها و مردم شدند. بنابراین محققان مهندسی زلزله به‌ضرورت تخمین مناسب ریسک ناشی از مخاطرات زلزله و ارائه راهکارهای منطقی برای کاهش آن پی بردند. ریسک معمولاً با سه مؤلفه شناخته می‌شود: مخاطره (زلزله)، سرمایه (سازه) و رابطهٔ بین سرمایه و مخاطره. با توجه به ماهیت تصادفی بودن زلزله‌ها و هم‌چنین پارامترهای غیرقطعی تشکیل دهندهٔ سازه، رابطه بین رفتار سازه و زلزله همواره با عدم قطعیت و اطمینان مشخص می‌شود [1]. در هر کشوری باتوجه به سطح اقتصادی و اجتماعی مردم آن کشور، معیار حد خطرپذیری قابل‌قبول متفاوت است. از آنجا که تعیین حد خطرپذیری سازه‌ها از یک‌سو باعث ارتقای سطح ایمنی جانی می‌گردد و از سوی دیگر سبب عدم اتلاف منابع اقتصادی کشور می‌شود، ازاین‌رو تعیین میزان مناسب آن برای کشور ایران از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در این باره آیین‌نامه‌های کشورهای مختلف رویکردهای گوناگونی دارند و مقادیر متفاوتی را به‌عنوان حد قابل‌قبول تعیین کرده‌اند. براساس اطلاعات موجود تاکنون در خصوص سطح قابل‌قبول میزان خطرپذیری، مطالعات جامعی در ایران انجام نشده است و این به‌عنوان یک چالش و پیش‌نیاز برای مطالعهٔ آسیب پذیری مطرح است.

با این که اطلاعات تجربی محدودی در رابطه با سطح خرابی و سطوح شدت زمین لرزه وجود دارد ولی دستیابی به چنین روابطی می‌تواند کمک شایانی به تخمین خرابی ساختمان‌ها کرده و رابطه بین سرمایه و شدت زلزله را در اختیار مهندسین قرار دهد. بدین ترتیب می‌توان اصول طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد را به طرز صحیحی در مقاوم سازی سازه‌های موجود و ساخت سازه‌های جدید پیاده کرد. منحنی‌های شکنندگی یکی از ابزارهای مفید در جهت تحقق این منظورند. منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای یکی از ابزارهای ضروری برای ارزیابی آسیب‌پذیری انواع سازه‌ها هستند و می‌توانند ارتباط احتمال خرابی را با شدت‌های مختلف زمین‌لرزه‌های محتمل برقرار نمایند [2]. این منحنی‌ها علاوه بر آن که کارایی بالایی در مقایسه‌ی سیستم‌های سازه‌ای دارند، نشان دهنده احتمال افزایش یا کاهش شرایط آسیب برای سازه‌ای هستند که در معرض تهدید زلزله قرار دارد و همچنین ابزار مناسبی برای اولویت‌بندی مقاوم‌سازی سازه‌ها هستند [۳]. در ارزیابی آسیب‌پذیری معمولاً خسارات ناشی از تغییر مکان بین‌طبقه‌ای، چرخش مفاصل پلاستیک و مواردی از این دست مدنظر قرار می‌گیرند.

محققان فراوانی تاکنون بر روی رسم منحنی‌های شکنندگی برای انواع سازه‌ها اقدام کرده‌اند. شینوزاکا و همکاران با استفاده از آنالیز استاتیکی غیرخطی، فرآیند منظمی را برای تهیه منحنی‌های شکنندگی ارائه کردند [4]. هم‌چنین شینوزاکا و همکاران در مطالعه‌ای دیگر به بررسی آماری منحنی‌های شکنندگی پرداختند [5]. برای سازه‌های غیرساختمانی نظیر پل‌ها و نیروگاه‌ها نیز، منحنی‌های شکنندگی توسط محققان مختلف تهیه شده و نحوهٔ آسیب‌پذیری این سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفته است [6-10].

در سال‌های اخیر نیز استفاده از منحنی‌های شکنندگی برای بررسی خطرپذیری لرزه‌ای سازه‌ها ادامه داشته است. پجت و دروش با بررسی حساسیت اثرات پارامترهای مدل‌سازی بر رفتار لرزه‌ای سازه، به تخمین منحنی‌های شکنندگی با در نظر گرفتن عوامل مؤثر بر آنها پرداختند [11]. سارانیک و همکاران به ارزیابی خطرپذیری لرزه‌ای یک ساختمان فولادی با اتصالات پیچی با در نظر گرفتن خرابی ناشی از پدیدهٔ خستگی پرداختند. آنها با مقایسهٔ منحنی‌های شکنندگی دریافتند که کاهش سختی ناشی از پدیدهٔ خستگی بر روی نتایج بسیار تأثیرگذار است [12]. لنگ و همکاران به بررسی پاسخ لرزه‌ای قاب‌های فولادی سرد نوردشده پرداختند.

آنان با انجام آنالیز دینامیکی فزاینده بر روی این‌گونه سازه‌ها و رسم منحنی‌های شکنندگی، محدودیت‌هایی برای تغییرمکان به‌منظور جلوگیری از خرابی پیشنهاد نمودند [13]. گونیسی نیز با استفاده از منحنی‌های شکنندگی، قابلیت اعتماد قاب‌های خمشی فولادی تقویت‌شده با مهاربندهای کمانش تاب را مورد بررسی قرار داد و مزایای استفاده از این نوع مهاربند را در کاهش احتمال فراگذشت از یک خرابی مشخص، نشان داد [14].

در ایران نیز تحقیقاتی در زمینهٔ ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها با استفاده از منحنی‌های شکنندگی انجام شده است. ناصر اسدی و پرویزی خطرپذیری لرزه‌ای دو قاب خمشی فولادی طراحی‌شده برمبنای مبحث دهم مقررات ملی ساختمان را مورد بررسی قرار دادند. آنها نشان دادند که احتمال خرابی قاب سه‌طبقه از هفت‌طبقه بیشتر است و هر دو قاب احتمال خرابی نسبتاً بالایی دارند [۱۵]. حسینی و مجد نیز با استفاده از منحنی‌های شکنندگی و تحلیل دینامیکی غیرخطی به بررسی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی با مهاربند ضربدری پرداختند و حدود شدت‌هایی را که موجب خرابی این گونه سازه‌ها می‌شد، به دست آوردند [۳]. فخیمی و بهفرنیا نیز به ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی ویژه با نامنظمی جرمی در ارتفاع به‌کمک منحنی‌های شکنندگی پرداختند. قاب‌ها طبق آیین‌نامهٔ فولاد آمریکا طراحی شده بودند و نتایج نشان داد که نامنظمی جرمی در طبقات پایین موجب افزایش احتمال فروریزش سازه می‌شود [١٦].

با توجه به این‌که تاکنون مطالعهٔ جامعی در زمینهٔ خطرپذیری لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی متداول کشور انجام نشده است، در این پژوهش قاب‌های خمشی فولادی طراحی‌شده برمبنای مبحث دهم مقررات ملی ساختمان از نقطه‌نظر آسیب‌پذیری لرزه‌ای با استفاده از منحنی‌های شکنندگی ارزیابی شده‌اند. این قاب‌ها تا حدودی شرایط طراحی‌های معمول داخل کشور را پوشش می‌دهند. نتایج نشان می‌دهد که آسیب‌پذیری لرزه‌ای قاب‌ها در سطوح مختلف در حد قابل قبولی قرار دارد و ارضای سطح عملکرد ایمنی جانی، عملکرد مناسب قاب‌ها در سطوح دیگر را تضمین می‌کند.

آنالیز دینامیکی فزاینده

برای تهیهٔ منحنی‌های شکنندگی از آنالیزهای لرزه‌ای مختلفی می‌توان استفاده کرد. با توجه به دقت بالاتر آنالیزهای دینامیکی غیرخطی نسبت به سایر آنالیزها، در این پژوهش از این آنالیز استفاده شده است. برای این‌که احتمال خسارت سازه در سطوح مختلف لرزه‌ای شناسایی شود، لازم است که سازه تحت این سطوح مورد بررسی قرار گیرد. بدین منظور از روش آنالیز دینامیکی فزاینده برای بررسی رفتار قاب‌ها استفاده شده است. در این روش یک مجموعهٔ مناسب از شتاب‌نگاشت‌های زلزله انتخاب می‌شود و ضرایب مختلفی از کوچک به بزرگ در هر یک از آنها ضرب می‌شوند و شتاب‌نگاشت‌هایی با شدت‌های مختلف به دست می‌آید. سپس برای هر شتاب‌نگاشت آنالیز دینامیکی غیر خطی انجام می‌شود تا عملکرد دینامیکی سازه به‌دست آید [17]. بدین ترتیب رفتار غیر خطی سازه در شدت‌های مختلف زلزله بدست می‌آید که می‌توان از آنها در تهیهٔ منحنی‌های شکنندگی استفاده کرد.

پارامترهای تقاضای مهندسی فراوانی را می‌توان در آنالیز دینامیکی فزاینده مورد بررسی قرار داد. در این تحقیق حداکثر نسبت تغییرمکان نسبی طبقات به ارتفاع طبقه، که در ادامه به اختصار حداکثر نسبت تغییرمکان نسبی طبقات نامیده می‌شود، به‌عنوان یکی از بهترین شاخص‌ها برای تعیین خرابی کلی سازه در نظر گرفته شده است. معیار شدت زلزله نیز در این پژوهش شتاب اوج زمین (PGA) انتخاب شده است. معیارهای شدت مختلفی را می‌توان بدین منظور به‌کار برد. در این بین معیارهای شدتی که به‌نحوی با پاسخ سازه ارتباط

مستقیم‌تری دارند، می‌توانند مؤثرتر باشند. به‌طور معمول در مطالعات لرزه‌ای از پاسخ طیفی شتاب در پریود اصلی سازه به‌عنوان معیار شدت استفاده می‌شود. از آنجا که حداکثر شتاب زمین مفهوم ساده‌تری برای مهندسان دارد، در این مطالعه از این معیار شدت استفاده شده است. در ادامه نقاط ضعف این معیار شدت و نحوهٔ ارتباط دادن این دو معیار نشان داده خواهد شد.

مدل‌سازی قاب‌های خمشی فولادی

همان‌گونه که پیشتر ذکر شد هدف از این پژوهش بررسی قاب‌های خمشی فولادی از نقطه‌نظر آسیب-پذیری در برابر زلزله با استفاده از منحنی‌های شکنندگی است. بدین منظور باید قاب‌های مورد استفاده، طیف وسیعی از طراحی‌های معمول در کشور را پوشش دهند. بنابراین سعی شده است در طراحی قاب‌ها مواردی نظیر تنوع در مشخصات هندسی قاب‌ها، خصوصیات منطقه-ای محل احداث و میزان بارهای مرده و زنده وجود داشته باشد. هم‌چنین این گوناگونی در تعداد طبقات قاب‌ها با چهار ردهٔ مختلف ارزیابی خواهد شد.

با توجه به این‌که پلان سازه‌ها منظم فرض شده است، قاب‌ها به‌صورت دوبعدی در نظر گرفته شده‌اند و از اثرات قاب‌های جهت متعامد چشم‌پوشی شده است. در صورتی که سازه‌ها به صورت نامنظم بودند لازم بود که مدل‌های سه بعدی برای در نظر گرفتن اثرات قاب-های جهت متعامد به‌خصوص در محل تقاطع دو سیستم باربر جانبی ساخته شوند. طراحی و مدل سازی قاب‌ها برای تعداد طبقات ۳، ۵، ۸ و ۱۲ و بر اساس ویرایش سوم آیین‌نامهٔ ۲۸۰۰ ایران، مبحث ششم و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران انجام شده است [۲۰–۱۸]. ارتفاع طبقات قاب‌ها برابر با ۳/۲ متر و تعداد دهانه‌ها نیز در این پژوهش برابر ۳ است. به منظور در نظر گرفتن سطوح لرزه خیزی مختلف در طراحی قاب‌ها، از دو سطح لرزه خیزی متوسط (A=۰/۲۵) و بسیار زیاد (A=۰/۳۵) استفاده شده است. هم‌چنین به‌منظور بررسی تأثیر طول دهانه، قاب‌ها با دهانه‌های ٤ و ٦ متر طراحی گردیده‌اند. تأثیر بار ثقلی بر منحنی‌های شکنندگی، با در نظر گرفتن دو حالت بار ثقلی متوسط و شدید منظور شده است. در بار ثقلی متوسط، بار مرده و بار زنده به‌ترتیب برابر ۵۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و در بار ثقلی شدید، این دو بار به ترتیب برابر ۷۰۰ و ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع هستند. بدین ترتیب هر قاب با تعداد طبقهٔ مشخص، چهار گونه طراحی دارد و در مجموع ١٦ قاب برای انجام تحلیل دینامیکی فزاینده و در نهایت ترسیم منحنی‌های شکنندگی در نظر گرفته شده است. در این پژوهش قاب با دهانهٔ ٤ متر و طراحی‌شده برای سطح لرزه‌خیزی و بار ثقلی متوسط به‌عنوان قاب مبنا در نظر گرفته شده است. اثر تغییرات ذکرشده در طراحی قاب‌ها با مقایسهٔ نتایج آنالیز حالت‌های مختلف با نتایج آنالیز قاب مبنا بدست می‌آید. شایان ذکر است ضوابط مربوط به کنترل تغییرمکان جانبی طبقات مطابق آیین‌نامه رعایت شده است.

برای تهیه منحنی‌های شکنندگی لازم است مدل‌های مناسب غیرخطی از سازه‌های طراحی‌شده ساخته شود که بیانگر رفتار واقعی سازه در شدت‌های مختلف لرزه‌ای باشد. بدین منظور از نرم‌افزار Perform 3D استفاده گردیده است [21]. به کمک این نرم‌افزار و با تعریف مشخصات واقعی نیرو – تغییرمکان برای تیرها و ستون‌های قاب‌های خمشی، هرگونه رفتار سازه به‌صورت واقعی مدل می‌شود. در این مقاله رفتار نیرو – تغییرمکان در محدوده‌های خطی، کرنش سختی (مربوط به ناحیهٔ سخت‌شدگی مجدد فولاد)، پس از اوج و کاهش شدید مقاومت به‌صورت کامل بررسی شده است و معیار تعریف آن، آیین‌نامه‌های معتبر بهسازی لرزه‌ای است که در نرم‌افزار موجود است.

شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در این مطالعه

در این پژوهش از ١٤ شتاب‌نگاشت زلزله استفاده شده است. این ١٤ شتاب‌نگاشت از ۲۰ شتاب‌نگاشت ثبت شده بر روی خاک تیپ II آیین‌نامهٔ ۲۸۰۰ که در گزارش FEMA440 استفاده شده، انتخاب گردیده‌اند (جدول ۱) [22]. هفت شتاب‌نگاشت اول این مجموعه

(GM1) واجد این خاصیت هستند که طیف آنها تطابق بیشتری با طیف آییننامهٔ ۲۸۰۰ دارد. در واقع ضرایب مقیاس مورد نیاز برای این مجموعه برای هماهنگی با طیف آییننامهٔ ۲۸۰۰، بیشتر در محدوده ۰/۵ تا ۲ قرار دارند. اما برای ۷ شتابنگاشت دوم این مجموعه (GM2)، این موضوع صدق نمیکند و ضرایب مقیاس در بعضی از مواقع بسیار بزرگ میباشند.

تهیهٔ منحنی شکنندگی قابها

پس از ساخت مدلهای سازهای با رفتار غیرخطی مناسب و انتخاب مجموعه شتابنگاشتهای مطلوب، میتوان آنالیز دینامیکی فزاینده را انجام داد و پارامترهای تقاضای مهندسی مورد نظر را در سطوح لرزهای مختلف بهدست آورد. توابع شکنندگی، توزیعهای احتمالاتی هستند که احتمال خرابی یک جزء، المان یا سیستم را برای پارامترهای تقاضای مهندسی نظیر تغییرمکان نسبی طبقات یا شتاب طبقه با یک مقدار مشخص بیان میکنند. با توجه به اینکه منحنیهای شکنندگی احتمال تخریب سازه را بهعنوان تابعی از معیار شدت بیان میکنند، معمولاً از یک توزیع احتمالی مناسب نظیر نرمال برای بیان آنها استفاده میشود. منحنی شکنندگی با توجه به رابطهٔ زیر بیان میشود [23]:

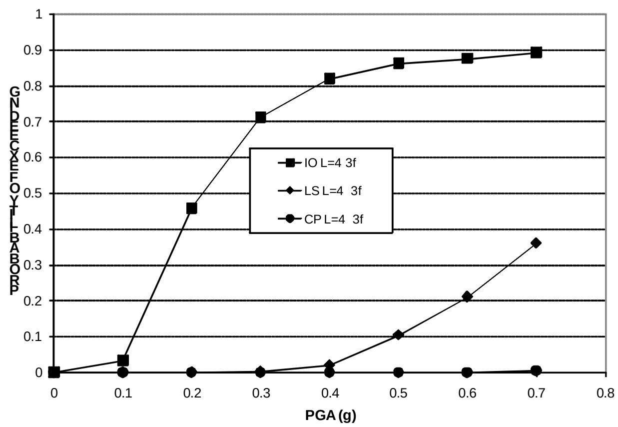
$$\text{Fragility} = P\left[\text{EDP} > \text{AC} \middle| \text{IM}\right] \qquad (۱)$$

در این رابطه EDP پارامتر تقاضای مهندسی مورد مطالعه، AC مقدار مجاز این پارامتر برای سطوح عملکردی مورد بررسی و IM معیار شدتی است که در آن این احتمال بررسی میگردد. به عبارت دیگر تابع شکنندگی احتمال فراگذشت یک پارامتر تقاضای مهندسی را از مقدار مجاز آن در یک سطح عملکردی مشخص برای یک معیار شدت مشخص، نشان میدهد.

در این پژوهش با انجام آنالیز دینامیکی فزاینده برای مقادیر مختلف حداکثر شتاب زمین، اندازهٔ پارامترهای تقاضای مهندسی به دست آمدهاند. مقادیر مجاز نسبت تغییر مکان نسبی طبقات با توجه به دستور العمل بهسازی لرزهای ساختمانهای موجود برای سطوح عملکردی قابلیت استفادهٔ بیوقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) بهترتیب برابر ۰/۰۰۷، ۰/۰۲۵ و ۰/۰۵ در نظر گرفته شده است [۲٤].

جدول ۱ شتابنگاشتهای استفاده شده در این مطالعه

Date	Earthquake Name	Magnitude (Ms)	Station Number	Component (deg)	PGA (cm/s^2)
06/28/92	Landers	7.5	12149	0	167.8
10/17/89	Loma Prieta	7.1	58065	0	494.5
10/17/89	Loma Prieta	7.1	47006	67	349.1
10/17/89	Loma Prieta	7.1	58135	360	433.1
10/17/89	Loma Prieta	7.1	1652	270	239.4
04/24/84	Morgan Hill	6.1	57383	90	280.4
01/17/94	Northridge	6.8	24278	360	504.2
10/15/79	Imperial Valley	6.8	5051	315	200.2
02/09/71	San Fernando	6.5	80053	90	107.9
10/17/89	Loma Prieta	7.1	58378	0	153.0
10/17/89	Loma Prieta	7.1	57383	90	166.9
04/24/84	Morgan Hill	6.1	47006	67	95.0
07/08/86	Palmsprings	6	5069	45	129.0
01/17/94	Northridge	6.8	24271	0	84.9



شکل ۱ منحنی‌های شکنندگی قاب مبنای سه‌طبقه برای سه سطح عملکرد

با فرض توزیع نرمال برای منحنی شکنندگی می‌توان رابطهٔ (۱) را به‌صورت زیر محاسبه نمود [۳]:

$$\text{Fragility} = 1 - P\left[EDP < AC \middle| IM\right] = 1 - \phi\left(\frac{AC - \mu}{\sigma}\right) \quad (۲)$$

در این رابطه μ میانگین و σ انحراف معیار پارامتر تقاضای مهندسی برای مجموعه شتاب‌نگاشت‌ها و ϕ نشانگر توزیع نرمال است. به‌عنوان نمونه شکل (۱) منحنی‌های شکنندگی را برای قاب مبنای سه‌طبقه در سه سطح عملکردی ذکرشده نشان می‌دهد. با توجه به شکل می‌توان گفت احتمال فراگذشت از سطوح عملکردی IO، LS و CP برای حداکثر شتاب اوج ۰/۵ g به ترتیب برابر ۰/۸۵، ۰/۱ و صفر است. احتمال فراگذشت از سطح IO در همان سطوح پایین شدت، به سرعت افزایش می‌یابد و برای حداکثر شتاب اوج بالاتر از ۰/۲ g این احتمال از ۰/۵ عبور می‌کند. اما برای سطح LS احتمال فراگذشت برای حداکثر شتاب اوج ۰/۷ g نیز از ۰/۳۵ عبور نمی‌کند. در سطح CP نیز حتی با حداکثر شتاب اوج ۰/۷ g، که تقریباً سه برابر مقدار طراحی این قاب است، احتمال فراگذشت صفر است.

مقایسهٔ منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مختلف

در این بخش پارامترهای تأثیرگذار بر منحنی‌های شکنندگی مورد بررسی قرار می‌گیرند. این پارامترها عبارتند از طول دهانه، تعداد طبقات، لرزه‌خیزی منطقه و بار ثقلی.

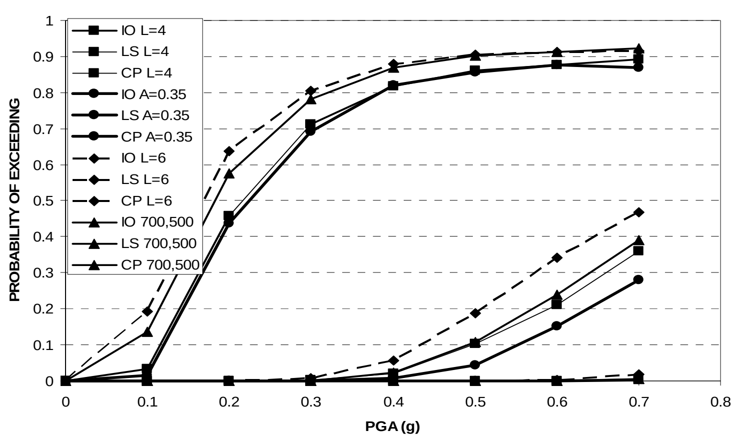
شکل‌های (۲ تا ۵) منحنی‌های شکنندگی قاب‌های ۳، ۵، ۸ و ۱۲طبقه را با تنوع پارامترهای طراحی نشان می‌دهد. در این اشکال قاب مبنا با علامت مربع مشخص شده است. احتمال فراگذشت از سطح CP برای قاب‌های ۳ و ۵طبقه تقریباً برابر صفر است که این موضوع به‌علت ارتفاع کم و تغییر مکان جانبی ناچیز آنهاست. هم‌چنین در قاب ۱۲ طبقه برای کامل‌تر شدن منحنی‌های شکنندگی، آنالیزها تا شدت‌های بالاتر لرزه‌ای نیز انجام شده‌اند.

شکل (۲) نشان می‌دهد که افزایش طول دهانه باعث افزایش احتمال آسیب‌پذیری قاب ۳طبقه در هر سه عملکرد می‌گردد. اما این موضوع در مورد قاب‌های ۵ و ۱۲ طبقه برعکس است و افزایش دهانه باعث کاهش احتمال آسیب‌پذیری قاب می‌شود (شکل ۳ و ۵). هم‌چنین تغییرات طول دهانه در رفتار قاب ۸طبقه تأثیر چندانی نمی‌گذارد (شکل ٤). با توجه به این‌که در

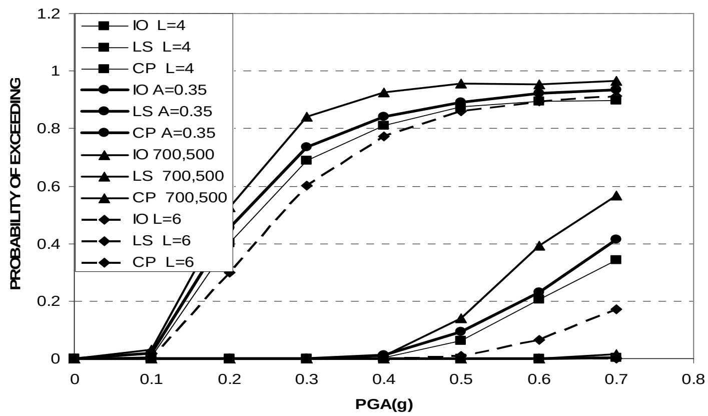
قاب‌های کوتاه، تغییرمکـان جـانبی طبقـات معمـولاً در طراحی به‌راحتی کنترل مـی‌شـود، افـزایش دهانـه تـأثیر زیادی در طراحی قاب نمی‌گـذارد. بـه همـین دلیـل در بارگذاری‌های دینامیکی، قاب با دهانهٔ بزرگ‌تر احتمـال آسیب‌پذیری بیشـتری از خـود نشـان مـی‌دهـد. امـا در قاب‌های با ارتفـاع بیشـتر، کنتـرل تغییـر مکـان جـانبی اهمیت بیشتری پیدا می‌کند و افزایش طول دهانه باعـث قوی‌تر شدن طراحی قاب می‌شود. به همین دلیل آسیب پذیری قاب‌های بلند با دهانه بزرگتر کاهش می‌یابد و یا حداقل نظیر قاب ۸ طبقه تغییر چندانی نمی‌کند.

افزایش بار ثقلی در قاب‌هـای ۳ و ۵ طبقـه باعـث افزایش احتمال آسیب‌پذیری می‌شود (شکل ۲ و ۳). اما در قاب‌های ۸ و ۱۲ طبقه این امر باعث کاهش احتمـال آسیب پذیری می‌شود (شکل ٤ و ٥). افزایش بـار ثقلـی ارتباط مستقیم با افزایش اثرات پـی-دلتـا دارد کـه ایـن اثرات نیز منجر بـه افـزایش تغییـر مکـان جـانبی سـازه می‌شوند. همان‌گونه که پیشتر نیز بیان شـد تغییـر مکـان جانبی طبقات در سازه‌های کوتاه معمـولاً کنتـرل کننـده طراحی نیستند اما در سازه‌های بلند بسیار کنتـرل کننـده هستند. به عبارت دیگر افزایش بار ثقلی تغییـر چنـدانی در طراحی قاب مبنای ۳ و ۵ طبقه ایجاد نکرده اما باعث قـوی‌تـر شـدن قـاب‌هـای ۸ و ۱۲ طبقـه بـه صـورت محسوس شده است. به همـین دلیـل قـاب‌هـای ۳ و ۵ طبقه احتمال آسیب‌پـذیری بیشـتر و قـاب‌هـای ۸ و ۱۲ طبقه احتمال آسیب‌پذیری کمتری از خود نشان داده‌اند.

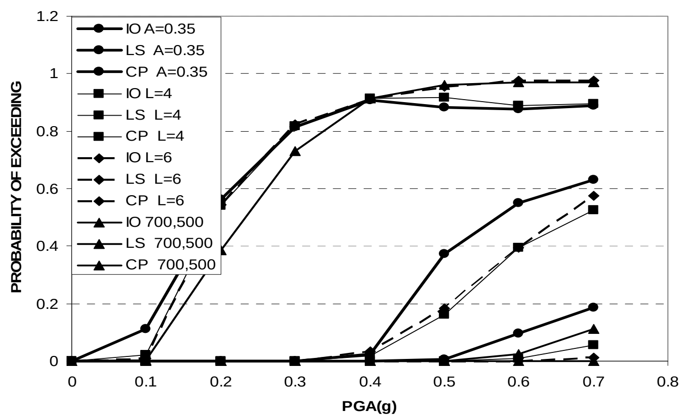
افزایش لرزه‌خیزی منطقه باعث تغییـر در احتمـال آسیب‌پذیری قاب‌ها شده است امـا ایـن تغییـر از رونـد خاصی تبعیت نمی‌کند. در سطح IO این تغییرات بـرای تمامی قاب‌ها اندک و قابل اغماض است. در قاب‌هـای ۳ و ۱۲طبقـه، ایـن افـزایش باعـث کـاهش احتمـال آسیب‌پذیری و در قاب‌های ۵ و ۸ طبقه باعـث افـزایش احتمال آسیب‌پذیری شده اسـت. بـا توجـه بـه ایـن‌کـه افزایش ضریب A به‌صورت مستقیم در طراحی قاب‌هـا مؤثر است، نتایج نشان می‌دهد که طراحـی قـاب‌هـا بـا افزایش این ضریب به صورت یکنواخـت تغییـر نکـرده است که این امر باعث تفاوت رفتاری قاب‌های مختلف شده است.



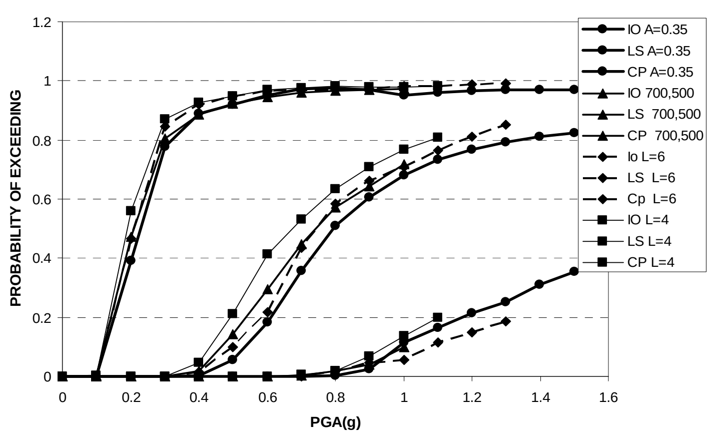
شکل ۲ منحنی‌های شکنندگی قاب‌های ۳ طبقه با تنوع پارامترهای طراحی



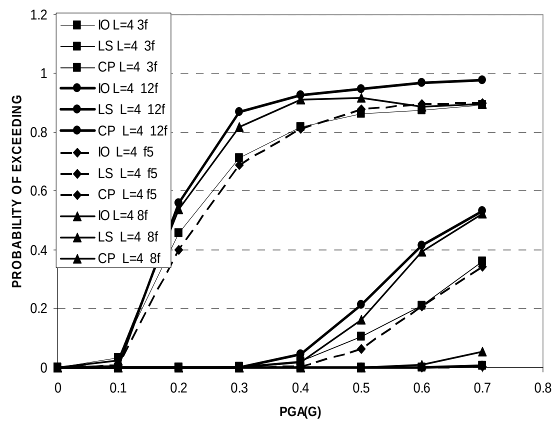
شکل ۳ منحنی‌های شکنندگی قاب‌های ۵طبقه با تنوع پارامترهای طراحی



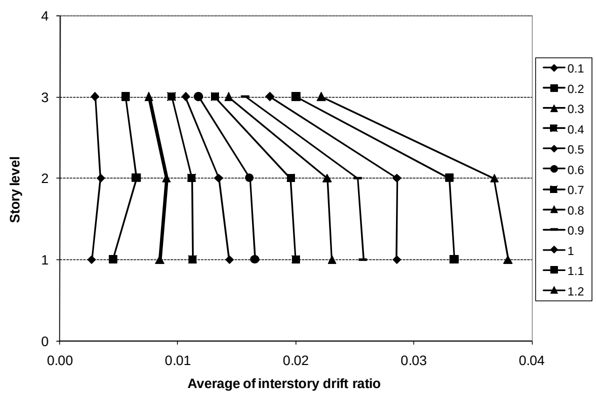
شکل ٤ منحنی‌های شکنندگی قاب‌های ۸طبقه با تنوع پارامترهای طراحی



شکل ۵ منحنی‌های شکنندگی قاب‌های ۱۲طبقه با تنوع پارامترهای طراحی



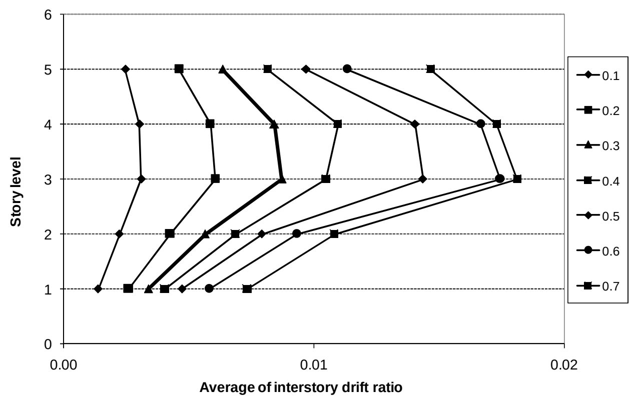
شکل ٦ مقایسه منحنی‌های شکنندگی قاب‌ها با تعداد طبقات مختلف



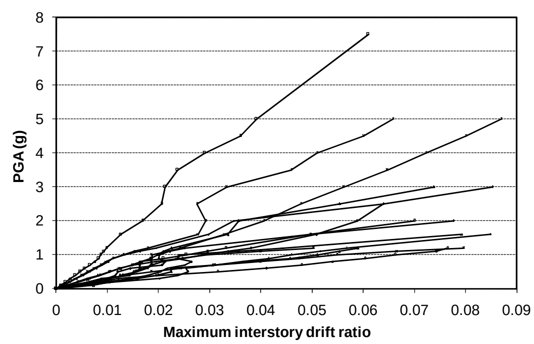
شکل ۷ تغییرات نسبت تغییرمکان جانبی طبقات در شدت‌های مختلف برای قاب سه‌طبقهٔ مبنا

شکل (٦) اثرات افزایش تعداد طبقات را بر احتمال آسیب‌پذیری سازه‌ها نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشخص است، افزایش تعداد طبقات منجر به بالا رفتن احتمال فراگذشت یا آسیب‌پذیری قاب‌ها می‌شود. بدین صورت که در قاب‌های بررسی شده با تنوع طراحی مختلف، قاب‌های ۸ و ۱۲طبقه به‌ویژه ۱۲ طبقه بیشترین احتمال فراگذشت و قاب‌های ۵ و ۳طبقه به‌ویژه ۳طبقه کمترین احتمال فراگذشت از حدود آئین-نامه‌ای را دارند. این موضوع اهمیت توجه به رفتار لرزه‌ای قاب‌های با ارتفاع زیاد را نشان می‌دهد.

شکل‌های (۷ و ۸) به‌ترتیب تغییرات تغییر مکان جانبی طبقات را در شدت‌های مختلف برای قاب ۳ و ۵طبقه مبنا نشان می‌دهند. در قاب ۳طبقه در شدت‌های پایین، تغییر مکان جانبی طبقات به‌صورت یکنواخت است اما با افزایش شدت، تغییر مکان جانبی طبقات اول و دوم با نرخ بیشتری نسبت به طبقهٔ سوم افزایش می‌یابد. این موضوع نشان‌دهنده تمرکز تغییرشکل‌های غیر خطی در این طبقات است. در قاب ۵طبقه، تغییرمکان جانبی طبقات در شدت‌های پایین نیز کاملاً یکنواخت نیست و طبقات سوم و چهارم شرایط نامناسب‌تری نسبت به سایر طبقات دارند. با افزایش شدت زلزله‌ها، تغییرمکان جانبی طبقات بالاتر به-خصوص طبقات سوم و چهارم به شدت افزایش پیدا می‌کند. با استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده، به راحتی می‌توان وضعیت قاب را در شدت‌های مختلف لرزه‌ای بررسی کرد و نقاط ضعف سازه را تشخیص داد و بهبود بخشید.



شکل ۸ تغییرات نسبت تغییر مکان جانبی طبقات در شدت‌های مختلف برای قاب پنج‌طبقهٔ مبنا



شکل ۹ نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده برای قاب سه‌طبقهٔ مبنا

شکل (۹) نتایج آنالیز دینامیکی فزاینده برای قاب ۳ طبقه مبنا را نشان می‌دهد. محور افقی این نمودار بیانگر بیشینه نسبت تغییرمکان جانبی نسبی طبقات برای هر زلزله و در تمامی شدت‌ها است. محور قائم این نمودار شتاب اوج زمین را که از ۰/۱g شروع و به ۷/۵g ختم می‌گردد، نشان می‌دهد. علت افزایش PGA تا مقدار ۷/۵g، رفتار خطی سازه در برابر برخی از زلزله‌ها در شدت‌های پایین است. با افزایش شدت لرزه‌ای برای برخی از زلزله‌ها سازه به حد خرابی خود می‌رسد اما برای برخی دیگر، سازه هنوز رفتاری نزدیک به حالت خطی از خود نشان می‌دهد. با توجه به این مسئله می‌توان گفت که معیار شتاب اوج زمین، معیار شدت مناسبی نیست و معیارهایی که مبتنی بر پاسخ سازه هستند، می‌توانند هماهنگی بهتری بین نتایج زلزله‌های مختلف ایجاد کنند.

بررسی احتمال آسیب‌پذیری قاب‌ها باتوجه به آیین نامه ۲۸۰۰

در بخش گذشته احتمال آسیب‌پذیری قاب‌ها تحت مجموعه زلزله انتخابی، مورد بررسی قرار گرفت. در این بخش، آسیب‌پذیری قاب‌ها با توجه به طیف آیین‌نامهٔ ۲۸۰۰ مورد بررسی قرار می‌گیرد. بدین منظور باید ارتباط منطقی بین شتاب اوج زمین که در نمودارهای شکنندگی مورد استفاده قرار گرفته و طیف آیین‌نامهٔ ۲۸۰۰ برقرار شود. شکل ۱۰ طیف میانگین شتابنگاشت‌ها را در برابر طیف آیین‌نامهٔ ۲۸۰۰ نشان می‌دهد. طیف آیین‌نامه در واقع حاصل‌ضرب ضریب بازتاب (B) در ضریب لرزه‌خیزی منطقه (A) است.

ضریب بازتاب با توجه به خاک نوع III، که مبنای طراحی قاب‌ها بوده است، بدست آمده و ضریب لرزه-خیزی منطقه برابر ۰/۲۵، که مربوط به قاب مبناست، در نظر گرفته شده است. همان‌طور که در شکل مشخص است، طیف آئین نامهٔ ۲۸۰۰ به میزان قابل‌توجهی (مگر در پریودهای پایین) بالاتر از طیف میانگین قرار دارد. به منظور استفاده از منحنی‌های شکنندگی برای بررسی آیین‌نامه‌ای احتمال آسیب‌پذیری قاب‌ها، لازم است مقدار شتاب اوج زمین معادل آیین‌نامه برای هر قاب محاسبه شود. با توجه به پریود هر سازه و مقادیر طیفی مربوط به آن، می‌توان مقدار شتاب اوج زمین معادل را به‌دست آورد. این مقادیر در جدول (۲) برای تمامی قاب‌ها نشان داده شده است.

ذکر این نکته ضروری است که با توجه به این‌که طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ طیف طراحی است و دورهٔ بازگشت آن ۴۷۵ ساله است، سطح عملکرد ایمنی جانی با آن سنجیده می‌شود. برای به دست آوردن احتمال فراگذشت از سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه طبق بند ۲-۱۳-۱ آئین‌نامهٔ ۲۸۰۰، شتاب اوج زمین متناظر با سطح عملکرد ایمنی جانی تقسیم بر ٦ می‌شود. برای به دست آوردن احتمال فراگذشت از سطح عملکرد آستانهٔ فروریزش، طبق آئین‌نامه‌های معتبر زلزله که شدت زلزلهٔ ۲۴۷۵ ساله را ۱/۵ برابر زلزلهٔ ۴۷۵ ساله برآورد می‌کنند، شتاب اوج زمین متناظر سطح عملکرد ایمنی جانی، در عدد ۱/۵ ضرب می‌شود. در مرحلهٔ بعد ارقام به دست آمده روی منحنی‌های شکنندگی مشخص می‌شوند و احتمال فراگذشت از هر سطح عملکردی مشخص می‌گردد.

جداول (۳ تا ۵) مقادیر احتمال فراگذشت قاب‌ها را از سطوح عملکردی مختلف نشان می‌دهد. در سطح عملکرد LS در مقایسه با سایر سطوح عملکرد، در همه قاب‌ها احتمال آسیب‌پذیری بیشتر است. بدین معنی که اگر انتظار، برآورده شدن خواست‌های سطح عملکرد LS باشد، سایر سطوح عملکرد ارضا خواهند شد.

جدول ۲ پاسخ طیفی شتاب در پریود اصلی قاب‌های مورد بررسی براساس طیف ۲۸۰۰ و میانگین زلزله‌ها

No.	Des.	T (sec)	B (2800)	A	Sa (ave)
1	3F L=4	0.78	2.56	0.25	1.381
2	3F L=6	0.863	2.39	0.25	1.41
3	3F A=0.35	0.743	2.64	0.35	1.47
4	3F 700,500	0.829	2.46	0.25	1.392
5	5F L=4	0.89	2.34	0.25	1.345
6	5F L=6	0.813	2.49	0.25	1.369
7	5F A=0.35	0.849	2.42	0.35	1.413
8	5F 700,500	0.918	2.3	0.25	1.331
9	8F L=4	1.28	1.84	0.25	0.846
10	8F L=6	1.094	2.04	0.25	1.178
11	8F A=0.35	1.001	2.17	0.35	1.327
12	8F 700,500	1.014	2.15	0.25	1.304
13	12F L=4	1.59	1.59	0.25	0.549
14	12F L=6	1.77	1.48	0.25	0.439
15	12F A=0.35	1.489	1.66	0.35	0.615
16	12F 700,500	1.402	1.73	0.25	0.696

جدول ۳ احتمال فراگذشت قاب‌ها از سطح عملکرد LS

مشخصات قاب	شتاب اوج زمین معادل	احتمال فراگذشت
3F L=4	0.46	0.07
3F L=6	0.42	0.08
3F A=0.35	0.63	0.19
3F 700,500	0.44	0.06
5F L=4	0.44	0.00
5F L=6	0.46	0.00
5F A=0.35	0.60	0.23
5F 700,500	0.43	0.05
8F L=4	0.54	0.26
8F L=6	0.43	0.08
8F A=0.35	0.57	0.50
8F 700,500	0.41	0.00
12F L=4	0.72	0.55
12F L=6	0.84	0.62
12F A=0.35	0.94	0.64
12F 700,500	0.62	0.33

جدول ٤ احتمال فراگذشت قاب‌ها از سطح عملکرد IO

مشخصات قاب	شتاب اوج زمین معادل	احتمال فراگذشت
3F L=4	0.077	0.03
3F L=6	0.071	0.01
3F A=0.35	0.105	0.04
3F 700,500	0.074	0.10
5F L=4	0.072	0.01
5F L=6	0.076	0.01
5F A=0.35	0.100	0.02
5F 700,500	0.072	0.02
8F L=4	0.091	0.02
8F L=6	0.072	0.01
8F A=0.35	0.095	0.11
8F 700,500	0.007	0.00
12F L=4	0.121	0.12
12F L=6	0.140	0.19
12F A=0.35	0.160	0.24
12F 700,500	0.103	0.14

جدول ۵ احتمال فراگذشت قاب‌ها از سطح عملکرد CP

مشخصات قاب	شتاب اوج زمین معادل	احتمال فراگذشت
3F L=4	0.69	0.01
3F L=6	0.63	0.01
3F A=0.35	0.94	0.00
3F 700,500	0.66	0.00
5F L=4	0.65	0.00
5F L=6	0.68	0.00
5F A=0.35	0.9	0.01
5F 700,500	0.65	0.02
8F L=4	0.81	0.11
8F L=6	0.65	0.10
8F A=0.35	0.89	0.31
8F 700,500	0.62	0.12
12F L=4	1.09	0.19
12F L=6	1.26	0.17
12F A=0.35	1.42	0.32
12F 700,500	0.93	0.06

احتمال آسیب‌پذیری قاب‌های ۳ و ۵طبقه در سطح عملکرد LS بسیار رضایت بخش است به‌طوری که احتمال آسیب‌پذیری برای اکثر این قاب‌ها زیر ۱۰ درصد می‌باشد ولی برای قاب‌های ۸ و ۱۲طبقه این احتمال افزایش یافته و برای قاب ۱۲ طبقه تا حد ٦٤ درصد نیز می‌رسد.

بحث و نتیجه‌گیری

با بررسی منحنی‌های شکنندگی و جداول احتمال فراگذشت برای سه سطح عملکرد LS، IO و CP ملاحظه می‌شود که با افزایش تعداد طبقات احتمال آسیب پذیری قاب‌ها بیشتر می‌شود. این احتمال برای قاب‌های ۱۲ طبقه حادتر است و به‌عنوان نمونه احتمال فراگذشت از سطح عملکرد LS تا حد ٦٤ درصد نیز می‌رسد. ولی برای قاب‌های ۳ و ۵ و تا حدودی ۸ طبقه، احتمال آسیب‌پذیری لرزه‌ای قابل قبول است. می‌توان گفت طراحی‌های بر مبنای مبحث دهم و آئین‌نامه ۲۸۰۰ برای ساختمان‌های تا ۸ طبقه احتمال آسیب‌پذیری کمتری دارد و می‌تواند قابل اعتمادتر باشد. محدودیت دامنه و کاربرد آیین‌نامهٔ ۲۸۰۰، کاربرد آن در ساختمان‌های با ارتفاع متوسط را بیشتر مشخص می‌نماید.

در آیین‌نامهٔ ۲۸۰۰ ایران به‌نظر می‌رسد که اهمیت رعایت سطح عملکرد LS از سایر سطوح عملکرد بیشتر است و با رعایت این سطح عملکرد، وضعیت قاب‌ها در سطوح عملکرد دیگر نیز مناسب خواهد بود. این موضوع تا حدودی به طراحان اطمینان می‌دهد که طراحی براساس آیین‌نامه که معمولاً این سطح عملکرد را ملاک قرار می‌دهد، می‌تواند وضعیت مناسب سازه را در سطوح عملکرد دیگر نیز تضمین نماید.

معیار شتاب اوج زمین با توجه به این‌که با پاسخ سازه مرتبط نیست، نمی‌تواند برای تمامی قاب‌ها معیار

مناسبی باشد و استفاده از معیارهـای شـدت مـرتبط بـا پاسخ سازه به‌مراتب مفیدتر است.

توزیع خرابی در سازه‌ها در شـدت‌هـای مختلـف ممکن است متفاوت باشد که این امـر ارضـای سـطوح عملکردی در شدت‌های مختلف به خصوص شدت‌های بالا را مشکل می‌سازد. بنابراین استفاده از آنالیز تاریخچه زمانی غیر خطی در این موارد ضروری است.

مراجع

1. Tantala, M.W. and Deodatis, G., “Development of Seismic Fragility Curves for Tall Buildings”, *15th ASCE engineering mechanics conference*, New York, (2002).
2. Padgett, J.E. and DesRoches, R., “Methodology for the Development of Analytical Fragility Curves for Retrofitted Bridges”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 37, pp. 1157–1174, (2008).
3. حسینی، م. و مجد، م.، "تهیه‌ی منحنی‌های شکنندگی برای ساختمان‌های فولادی منظم با قاب‌هـای دارای مهاربنـدی ضـربدری بـه کمـک تحلیل دینامیکی غیر خطی" مهندسی عمران شریف، دوره ۲-۲۷، شماره ۱، ص. ۱۳-۳، (۱۳۹۰).
4. Shinozuka, M., Feng, M.Q., Kim, H.K. and Kim, S.H., "Nonlinear Static Procedure for Fragility Curve Development", *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 126(12), pp. 1287–95, (2000).
5. Shinozuka, M., Feng, M.Q., Lee, J. and Naganuma, T., "Statistical Analysis of Fragility Curves", *Journal of Engineering Mechanics,* Vol. 126(12), pp. 1224–31, (2000).
6. Hwang, H., Jernigan, J.B. and Lin, Y.W. "Evaluation of Seismic Damage to Memphis Bridges and Highway Systems". *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 5, pp. 322–330, (2000).
7. Jernigan, J.B. and Hwang, H., "Development of Bridge Fragility Curves". *Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Boston, MA, (2002).
8. Iervolino, I., Fabbrocino, G. and Manfredi, G. "Fragility of Standard Industrial Structures by a Response Surface Based Method." *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8(6), pp. 927–946, (2004).
9. Berahman, F. and Behnamfar, F. "Seismic Fragility Curves for Un-Anchored On-Grade Steel Storage Tanks: Bayesian Approach", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 11, pp. 166–192, (2007).
10. Nielson, B.G. and DesRoches, R., "Seismic Fragility Methodology for Highway Bridges Using a Component Level Approach", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 36, pp. 823–839, (2007).
11. Padgett, J.E. and DesRoches, R., "Sensitivity of Seismic Response and Fragility to Parameter Uncertainty", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 133(12), pp. 1710–1718, (2007).
12. Saranik, M., Jezequel, L. and Lenoir, D. "Comparison the Results of Seismic Vulnerability of Steel Structures with and Without the Integration of Low Cycle Fatigue Damage", *11th International Conference on Recent Advances in Structural Dynamics*, Italy (2013).

13. Leng, J., Schafer, B.W. and Buonopane, S.G. "Modeling the Seismic Response of Cold-Formed Steel Framed Buildings: Model Development for the CFS-NEES Building", Proceedings of the Annual Stability Conference, Missouri (2013).

14. Güneyisi, E.M. "Seismic Reliability of Steel Moment Resisting Framed Buildings Retrofitted with Buckling Restrained Braces", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 41, pp. 853–874, (2012).

۱۵. ناصر اسدی، ک. و پرویزی، م.، "ارزیابی سطح خطرپذیری لرزه‌ای قابهای خمشی فولادی طراحی شده با ویرایش سوم آیین‌نامه ایران" پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، ایران (۱۳۸۹).

۱۶. فخیمی، ا. و بهفرنیا، ک.، "ارزیابی منحنی شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی ویژه با نامنظمی جرمی در ارتفاع" هفتمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشکده مهندسی شهید نیکبخت، ایران (۱۳۹۲).

17. Vamvatsikos, D. and Cornell A.C., "Incremental Dynamic Analysis." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31(3), pp. 491–514, (2002).

۱۸. مقررات ملی ساختمان، "طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی – مبحث دهم"، وزارت مسکن و شهرسازی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، (۱۳۸۷)

۱۹. مقررات ملی ساختمان، "بارهای وارد بر ساختمان – مبحث ششم"، وزارت مسکن و شهرسازی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، (۱۳۸۵)

۲۰. مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰"، کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، (۱۳۸٤).

21. Powell, G.H. "Ram Perform 3D User Guide (Nonlinear Dynamic Analysis)", (2008).

22. FEMA-440, "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", *Federal Emergency Management Agency*, Washington DC, (2005).

23. Huo, J.R. and Hwang, H. "Fragility of Memphis Buildings", *11th World Conference on Earthquake Engineering*, Mexico (1996).

۲٤. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳٦۰)، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، (۱۳۸۵).